

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

**КАФЕДРА ГЕОТЕХНИКИ И ТРАНСПОРТНЫХ КОММУНИКАЦИЙ**

# **МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

**к практическим занятиям по дисциплине  
«Механика грунтов, основания и фундаменты»  
для студентов специальности  
1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство»**

Брест 2021

УДК 624.131

Изложена методика расчета оснований подпорных стенок гидротехнических сооружений по двум группам предельных состояний.

Эта методика может быть использована в курсовом и дипломном проектировании.

Составители: В. Н. Дедок, ст. преп.  
О. Н. Черняк, ст. преп.

Рецензент: В. Н. Деркач, директор филиала «Институт БелНИИС»  
Научно-технический центр, доктор технических наук

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	3
<b>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 1</b> .....	5
<b>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 2</b> .....	12
<b>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 3</b> .....	16
<b>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 4</b> .....	27
<b>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 5</b> .....	29
5.1 Расчет осадки подпорной стенки .....	29
5.2 Расчет крена подпорной стенки на нескальных основаниях .....	33
5.3 Определение модуля деформации по результатам компрессионных испытаний .....	35
<b>ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ № 6</b> .....	36
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ А</b> .....	37
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ Б</b> .....	41
<b>ЛИТЕРАТУРА</b> .....	46

## ВВЕДЕНИЕ

Настоящие методические указания предназначены для студентов специальности 1- 74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство», изучающих курс "Механика грунтов, основания и фундаменты".

Практические работы являются важным этапом учебного процесса, так как их проведение закрепляет и углубляет теоретические знания, позволяют приобрести навыки в решении многих технических вопросов, а также правильно пользоваться нормами проектирования, стандартами и другой технической литературой.

Практические работы должны выполняться в постоянной увязке с усвоением теоретических положений изучаемого курса.

Основная цель практических работ заключается в оценке прочности и деформируемости грунтового основания и в определении устойчивости возводимой на нем подпорной стенки гидротехнического сооружения.

В методических указаниях приведены пояснения к расчету оснований подпорной стенки по двум группам предельных состояний:

- по первой группе предельных состояний с целью обеспечения несущей способности оснований;
- по второй группе предельных состояний с целью ограничения деформаций основания.

Учитывая, что студенты выполняют задание в аудиторных условиях при небольшом резерве времени, даны некоторые упрощения в расчетах, а также отдельные отклонения от действующих правил и норм (полнота расчета, принятие окончательных размеров фундаментной части подпорной стенки и др.).

## Практическое занятие № 1

**Тема:** «Оценка свойств грунтов строительной площадки»

**Цель работы:** определить наименование слоев грунтов, слагающих участок строительства, и оценить их свойства.

### Ход работы

При проектировании оснований фундаментов сооружений по данным инженерно-геологических исследований необходимо оценить свойства грунтов строительной площадки с целью выбора несущего слоя грунта, оценки несущей способности и деформируемости основания.

Для каждого из вскрытых пластов должно быть определено наименование грунта. Состав и физические характеристики грунтов приведены в таблице А.1 приложения А.

Если в таблице исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания, то это означает, что грунт песчаный. Для определения наименования песчаного грунта необходимо знать гранулометрический состав, плотность сложения (коэффициент пористости) и степень влажности.

Для определения наименования глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести.

Вид глинистого грунта определяют по числу пластичности

$$J_p = \omega_L - \omega_p, \quad (1.1)$$

где  $\omega_L$  – влажность на границе текучести, %;

$\omega_p$  – влажность на границе раскатывания, %.

В зависимости от числа пластичности глинистые грунты подразделяются на супеси, суглинки, глины (таблица Б1, приложение Б).

Для определения консистенции глинистых грунтов вычисляют показатель текучести

$$J_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p}, \quad (1.2)$$

где  $\omega$  – естественная (природная) влажность, %.

В зависимости от показателя текучести супеси подразделяются на твердые, пластичные, текучие, а суглинки и глины – на твердые, полутвердые, тугопластичные, мягкопластичные, текучепластичные и текучие (таблица Б.2, приложение Б). Глинистые грунты текучей консистенции в качестве естественных оснований, как правило, не используются.

Вид песчаного грунта определяют по гранулометрическому составу, таблица Б.3, приложение Б.

Затем, для каждого вида грунта необходимо подсчитать следующие производные характеристики:

1. Плотность грунта в сухом состоянии

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01 \cdot \omega}, \text{ [т/м}^3\text{]}, \quad (1.3)$$

где  $\rho$  – плотность грунта, т/м<sup>3</sup>.

2. Коэффициент пористости грунта

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1, \quad (1.4)$$

где  $\rho_s$  – плотность частиц грунта, т/м<sup>3</sup>.

По плотности укладки частиц, т.е. по величине коэффициента пористости, песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые (таблица Б.4, приложение Б). Использовать рыхлые пески в качестве естественного основания не рекомендуется, в особенности, если они насыщены водой, и тем более при динамических нагрузках.

3. Степень влажности

$$S_r = \frac{0.01 \cdot \omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (1.5)$$

где  $\rho_w = 1,0 \text{ т/м}^3$  - плотность воды.

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой (таблица Б.5, приложение Б).

4. Удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma_{SB} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (1.6)$$

где  $\gamma_s$  – удельный вес частиц грунта, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_w$  – удельный вес воды, кН/м<sup>3</sup>.

После определения классификационных характеристик песчаных и глинистых грунтов дается заключение по каждому слою геологического разреза. *Например, I слой – песок мелкий, средней плотности маловлажный; II слой – суглинок тугопластичный.*

Нормативные значения прочностных характеристик песчаных грунтов (угол внутреннего трения и удельное сцепление) принимают по таблице Б.6, приложение Б).

Для глинистых грунтов нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления принимают по таблице Б.7, приложение Б.

Расчетные значения характеристик грунтов определяют по формуле

$$X = \frac{X_n}{\gamma_q}, \quad (1.7)$$

где  $\gamma_q$  – коэффициент надежности по грунту.

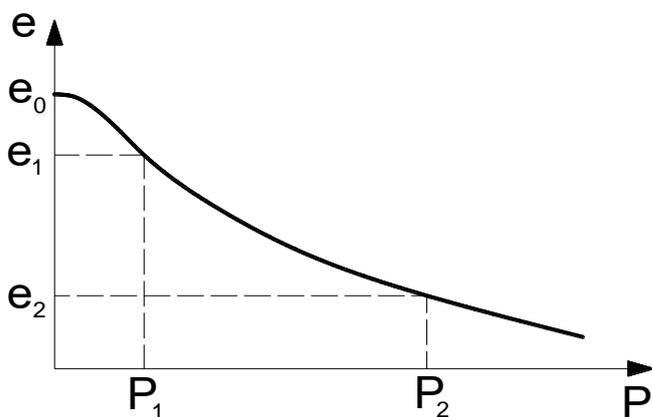
Расчетные значения характеристик грунтов  $\varphi$ ,  $C$  и  $\gamma$  для расчетов по первой группе предельных состояний обозначаются  $\varphi_I$ ,  $C_I$  и  $\gamma_I$ , а для расчетов по второй группе –  $\varphi_{II}$ ,  $C_{II}$  и  $\gamma_{II}$ . Расчетные значения остальных характеристик грунтов, принимаемые одинаковыми для обоих видов предельных состояний, индексов не имеют.

Для упрощения расчетов при вычислении расчетных значений

$\varphi_I$  принять для песчаных грунтов  $\gamma_q = 1,1$ , для глинистых  $\gamma_q = 1,15$ , при вычислении  $C_I$  принять  $\gamma_q = 1,5$  и при вычислении  $\gamma_I$  принять  $\gamma_q = 1,02$ .

Расчетные характеристики  $\varphi_{II}$ ,  $C_{II}$  и  $\gamma_{II}$  следует определять при  $\gamma_q = 1,0$ .

По результатам компрессионных испытаний грунтов (таблица А.3 приложения А) строятся компрессионные кривые, которые в дальнейшем будут использованы для определения деформационных характеристик. Общий вид компрессионной кривой представлен на рисунке 1.1.



**Рисунок 1.1 – Компрессионная кривая грунта**

Данные о физико-механических характеристиках и показателях грунтов, слагающих строительную площадку, приводятся в сводной таблице 1.1, и на их основе определяется полное наименование грунтов, дается оценка возможности и целесообразности их использования в качестве несущего слоя основания и они используются при проектировании и связанными с ним расчетами.

Таблица 1.1 – Сводная таблица физико-механических характеристик грунтов

1	2	3 Удельный вес частиц, $\gamma_s, \text{кН/м}^3$	Удельный вес грунта, $\text{кН/м}^3$				8 Естественная влажность, $W, \%$	Пластичность, $\%$			12 Показатель текучести, $J_L$	13 Пористость, $n$	14 Коэффициент пористости, $e$	15 Степень влажности, $S_r$	Угол внутреннего трения		Удельное сцепление, кПа		20 Примечание
			4 $\gamma_{II}$	5 $\gamma_I$	6 $\gamma_{SBI}$	7 $\gamma_{SBII}$		9 $\omega_L$	10 $\omega_P$	11 $J_P$					16 $\varphi_I$	17 $\varphi_{II}$	18 $C_I$	19 $C_{II}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

**Пример** – Оценить физико-механические свойства грунтов, представленных в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Инженерно-геологические данные строительной площадки

Наименование грунта	№ пласта	Мощность, м	Содержание частиц, %					Удельный вес частиц, $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Естественная влажность, W, %	Пределы пластичности, %	
			> 2,0 мм	2,0 – 0,5 мм	0,5 – 0,25 мм	0,25 – 0,1 мм	< 0,1 мм				$\omega_L$	$\omega_P$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Песчаный	1	12	1	11	24	29	35	26,3	18,3	8		
Глинистый	2	6						26,8	18,0	4	29	8

**Первый пласт** является песчаным, т. к. в таблице исходных данных отсутствует влажность на границе текучести и раскатывания. Чтобы определить вид песчаного грунта, необходимо знать плотность, степень влажности и гранулометрический состав грунта.

Определим вид песчаного грунта по гранулометрическому составу.

Таблица 1.3 – Гранулометрический состав песчаного грунта

Наименование показателей	Гранулометрический состав				
	> 2 мм	2–0,5 мм	0,5–0,25 мм	0,25–0,1 мм	< 0,1 мм
Диаметр частиц					
Содержание частиц, %	1	11	24	29	35
Суммарное содержание частиц, %	1	12	36	65	100

Т. к. суммарное содержание частиц диаметром более 0.1 мм составляет 65 %, что менее 75 %, то песчаный грунт – пылеватый, таблица Б.3, приложение Б.

Определим плотность грунта в сухом состоянии по формуле (1.3)

$$\rho_d = \frac{1,87}{1+0,01 \cdot 8} = 1,73 \text{ т/м}^3.$$

Определим коэффициент пористости грунта, используя формулу (1.4)

$$e = \frac{2,68}{1,73} - 1 = 0,55.$$

По величине коэффициента пористости песчаные грунты делятся на плотные, средней плотности и рыхлые. Т.к.  $e=0,55 < 0,6$ , значит, песчаный грунт плотный, таблица Б.4 приложения Б.

Определим степень водонасыщения грунта, для этого находим степень влажности – формула (1.5)

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 2,68 \cdot 8}{0,55 \cdot 1} = 0,39.$$

По величине степени влажности песчаные грунты подразделяются на маловлажные, влажные и насыщенные водой. Т.к.  $0 < S_r = 0,39 < 0,5$ , то песчаный грунт является маловлажным, таблица Б.5 приложения Б.

Определим удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды по формуле (1.6)

$$\gamma_{SB} = \frac{26,3 - 10,0}{1 + 0,55} = 10,5 \text{ кН/м}^3.$$

Определяем нормативные значения прочностных характеристик: угол внутреннего трения и удельное сцепление, таблица Б.6 приложения Б:  $\varphi_n = 34,0^\circ$ ,  $C_n = 6,0$  кПа.

Расчетные значения характеристик грунтов определяют по формуле (1.7):

$$C_I = \frac{6,0}{1,5} = 4,0 \text{ кПа}, \quad \varphi_I = \frac{34,0}{1,1} = 30,9^\circ, \quad \gamma_I = \frac{18,3}{1,02} = 17,9 \text{ кН/м}^3, \quad \gamma_{SBI} = \frac{10,5}{1,02} = 10,3 \text{ кН/м}^3.$$

Расчетные значения по второй группе предельных состояний:

$$C_{II} = 6,0 \text{ кПа}; \quad \varphi_{II} = 34,0^\circ; \quad \gamma_{II} = 18,3 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{SBI} = 10,5 \text{ кН/м}^3.$$

**Таким образом,** первый пласт – песок пылеватый, плотный, маловлажный со следующими характеристиками:  $\varphi_n = 34,0^\circ$ ,  $C_n = 6,0$  кПа.

**второй пласт** является глинистым, т. к. в таблице исходных данных присутствует влажность на границе текучести и раскатывания. Для определения глинистого грунта требуется знать число пластичности и показатель текучести. Определим вид глинистого грунта по числу пластичности – формула (1.1)

$$J_p = 29 - 8 = 21 \text{ \%}.$$

По числу пластичности  $J_p = 21\%$ , грунт является глиной, так как  $J_p = 21\% > 17\%$ , таблица Б.1 приложения Б.

Определим показатель текучести по формуле (1.2)

$$J_L = \frac{4 - 8}{29 - 8} = -0,19.$$

Т. к. показатель текучести  $J_L < 0$ , то грунт твердый, таблица Б.2 приложения Б.

Определим коэффициент пористости грунта – формула (1.4), для этого находим плотность грунта в сухом состоянии по формуле (1.3)

$$\rho_d = \frac{1,83}{1 + 0,01 \cdot 4} = 1,76 \text{ т/м}^3.$$

$$e = \frac{2,73}{1,76} - 1 = 0,55.$$

Определим степень водонасыщения грунта, для этого находим степень влажности по формуле (1.5)

$$S_r = \frac{0,01 \cdot 4 \cdot 2,73}{1 \cdot 0,55} = 0,20.$$

Определим удельный вес грунта с учетом взвешивающего действия воды – формула (1.6)

$$\gamma_{SB} = \frac{26,8 - 10,0}{1 + 0,55} = 10,8 \text{ кН/м}^3$$

Определяем нормативные значения прочностных характеристик: угол внутреннего трения и удельное сцепление, таблица Б.7 приложения Б:  $\varphi_n = 21,0^\circ$ ,  $C_n = 81,0 \text{ кПа}$ .

Расчетные значения характеристик грунтов по первой группе предельных состояний – формула (1.7):

$$C_I = \frac{81,0}{1,5} = 54,0 \text{ кПа}, \quad \varphi_I = \frac{21,0}{1,15} = 18,3^\circ, \quad \gamma_I = \frac{18,0}{1,02} = 17,6 \text{ кН/м}^3, \quad \gamma_{SBI} = \frac{10,8}{1,02} = 10,6 \text{ кН/м}^3.$$

Расчетные значения по второй группе предельных состояний:

$$C_{II} = 81,0 \text{ кПа}; \quad \varphi_{II} = 21,0^\circ; \quad \gamma_{II} = 18,0 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{SBIII} = 10,8 \text{ кН/м}^3.$$

**Таким образом,** второй пласт – глина твердая со следующими характеристиками:  $\varphi_n = 21,0^\circ$ ,  $C_n = 81,0 \text{ кПа}$ .

## Практическое занятие № 2

**Тема:** «Построение геологической колонки»

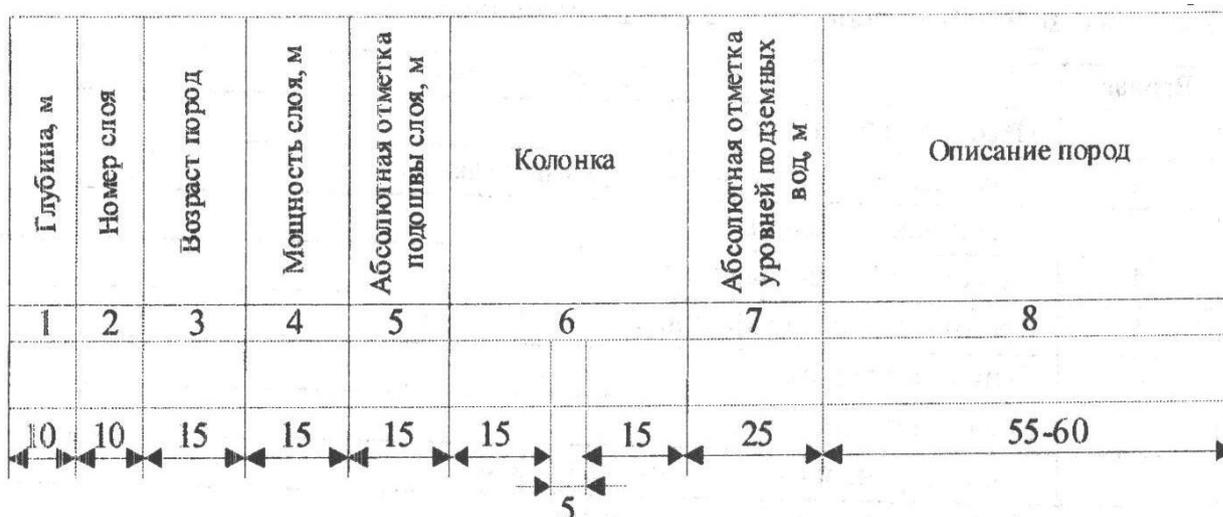
**Цель работы:** построение геологической колонки, оценка условий залегания грунтов строительной площадки.

### Ход работы

Геологическая колонка – вертикальное сечение верхней части земной коры, построенное по данным буровой скважины (шурфа). Она позволяет выявить состав, условия залегания и возраст пород, их свойства, уровень подземных вод и т. д.

Построение геологической колонки производят на миллиметровой бумаге формата А4 в следующей последовательности:

1) вычерчивают необходимые для построения колонки столбцы, наименования и размеры которых представлены на рисунке 2.1;



**Рисунок 2.1 – Габаритные размеры геологической колонки, мм**

2) принимают вертикальный масштаб. В столбце 1 наносят глубину в принятом масштабе шкалы;

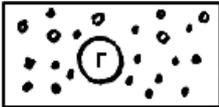
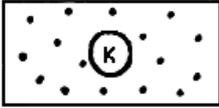
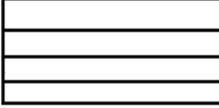
3) на шкале глубин отмечают мощность первого слоя и проводят тонкую горизонтальную линию. Горизонтальная линия не пересекает скважину в столбце 6 и столбец 7;

4) в столбцах 2, 3, 4 по данным описания буровой скважины указывают номер слоя, возраст породы и мощность слоя соответственно;

5) вычисляется абсолютная отметка подошвы слоя, которая равна разности отметки устья скважины и мощности слоя. Числовое значение абсолютной отметки подошвы слоя записывают внизу слоя в столбце 5;

6) в центральной части столбца 6 условно вычерчивают скважину, а остальную часть заштриховывают в соответствии с условными обозначениями данных пород и окрашивают цветом, соответствующим возрасту данной породы;

Таблица 2.1 – Условные графические обозначения пород

Класс нескальных грунтов	
а) песчаные грунты	б) глинистые грунты
 песок гравелистый	 супесь
 песок крупный	 суглинок
 песок средней крупности	 глина
 песок мелкий	
 песок пылеватый	

7) аналогично производят построение и описание второго слоя;

8) в столбец 7 заносят отметку уровня подземных вод. Уровень подземных вод показывают графически в скважине;

9) в столбце 8 приводят описание породы.

**Пример** – Используя описание буровой скважины (таблица 2.2), построить геологическую колонку.

Таблица 2.2 – Описание буровой скважины

Номер скважины и абсолютная отметка устья, м	№ слоя	Геологический возраст	Описание пород	Глубина залегания подошвы слоя, м	Глубина залегания уровня воды, м	
					появившегося	установившегося
$\frac{41}{140,1}$	1	$fgQ_{IV}$	Суглинок бурый иловатый	5,5	1,5	1,7
	2	$eQ_{III}$	Глина плотная	20,4		
	3	$eQ_I$	Песок желтый мелкий	38,8		
	4	$C_I$	Известняк трещиноватый	78,6		
	5	$D_{III}$	Аргиллит	82,9		
	6	$\gamma PR$	Гранит трещиноватый	85,9	82,9	1,5 м над устьем

Перед тем как перейти к графическому построению геологической колонки, необходимо выполнить следующие расчеты:

а) подсчитать мощность каждого слоя:

- слой № 1: 5,5 м;
- слой № 2:  $20,4 - 5,5 = 14,9$  м;
- слой № 3:  $38,8 - 20,4 = 18,4$  м;
- слой № 4:  $78,6 - 38,8 = 39,8$  м;
- слой № 5:  $82,9 - 78,6 = 4,3$  м;
- слой № 6:  $85,9 - 82,9 = 3,0$  м.

Сумма полученных мощностей слоев должна равняться глубине залегания подошвы последнего слоя.

Проверка:  $5,5 + 14,9 + 18,4 + 39,8 + 4,3 + 3,0 = 85,9$  м.

Мощность первого слоя равна глубине залегания его подошвы. Мощность остальных слоев определяют как разность между мощностями последующего и предыдущего слоев.

б) подсчитать абсолютную отметку подошвы каждого слоя:

- слой № 1:  $140,1 - 5,5 = 134,6$  м;
- слой № 2:  $140,1 - 20,4 = 119,7$  м;
- слой № 3:  $140,1 - 38,8 = 101,3$  м;
- слой № 4:  $140,1 - 78,6 = 61,5$  м;
- слой № 5:  $140,1 - 82,9 = 57,2$  м;
- слой № 6:  $140,1 - 85,9 = 54,2$  м.

Абсолютную отметку подошвы слоя определяют как разность между абсолютной отметки устья скважины и глубиной залегания подошвы данного слоя;

в) подсчитать абсолютную отметку уровня грунтовых вод каждого горизонта:

Первый горизонт	появившийся $140,1 - 1,5 = 138,6$ м
	установившийся $140,1 - 1,7 = 138,4$ м
Второй горизонт	появившийся $140,1 - 82,9 = 57,2$ м
	установившийся
Третий горизонт	появившийся
	установившийся

Абсолютную отметку грунтовых вод рассчитывают как разность между абсолютной отметкой устья скважины и глубиной появившегося (установившегося) уровня воды. 1,5 м над устьем означает, что были вскрыты напорные воды, которые имеют положительный пьезометрический уровень над устьем скважины, этот напор указывается непосредственно на геологической колонке.

Приступают к построению колонки. Масштаб геологической колонки принимают 1:200. Абсолютная отметка устья скважины равна 140,1 м. Абсолютная отметка забоя скважины равна 54,2 м. Построенная геологическая колонка представлена на рисунке 2.2.

## Геологическая колонка буровой скважины № 41

Абсолютная отметка устья – 140,1 м

Абсолютная отметка забоя – 54,2 м

М 1 : 200

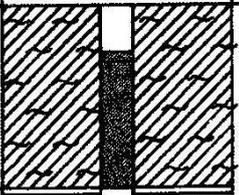
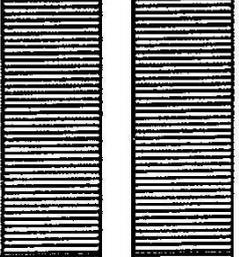
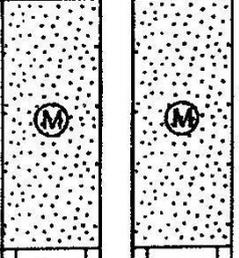
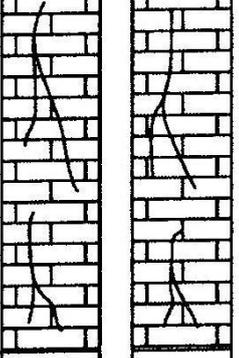
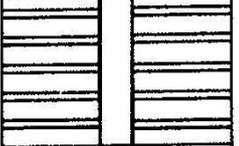
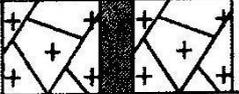
Глубина, м	Номер слоя	Геологический возраст	Мощность слоя, м	Абс. отм. подошвы слоя, м	Колонка	Абс. отм. уровня подземных вод, м	Описание пород	
1	2	3	4	5	6	7	8	
1	1	<i>fgQ<sub>4</sub></i>	5,5	134,6		138,6	Суглинок бурый иловатый	
2						138,4		
3								
4								
5								
6	2	<i>eQ<sub>3</sub></i>	14,9	119,7		134,6	Глина плотная	
7								
15								
16								
17								
18	3	<i>eQ<sub>1</sub></i>	18,4	101,3		1,5 м над устьем	Песок жёлтый мелкий	
19								
20								
21								
22								
35	4	<i>C<sub>1</sub></i>	39,8	61,5			Известняк трещиноватый	
36								
37								
38								
39								
40	5	<i>D<sub>3</sub></i>	4,3	57,2			Аргиллит	
41								
42								
43								
44								
45	6	<i>YAR</i>	3,0	54,2		57,2	Гранит трещиноватый	
46								
47								
78								
79								
80								
81								
82								
83								
84								
85								

Рисунок 2.2 – Геологическая колонка буровой скважины

## Практическое занятие № 3

**Тема:** «Определение нагрузок, передающихся на сооружение, на фундамент и его основание»

**Цель работы:** определить усилия и нагрузки, передающиеся на подпорную стенку, ее фундамент и основание в период строительства и эксплуатации.

### Ход работы

Подпорная стенка – конструкция, удерживающая от обрушения находящийся за ней массив грунта. Наиболее часто используется в строительстве гидротехнических сооружений (причалов, шлюзовых камер, устоев плотин и т. п.) и в мостостроении.

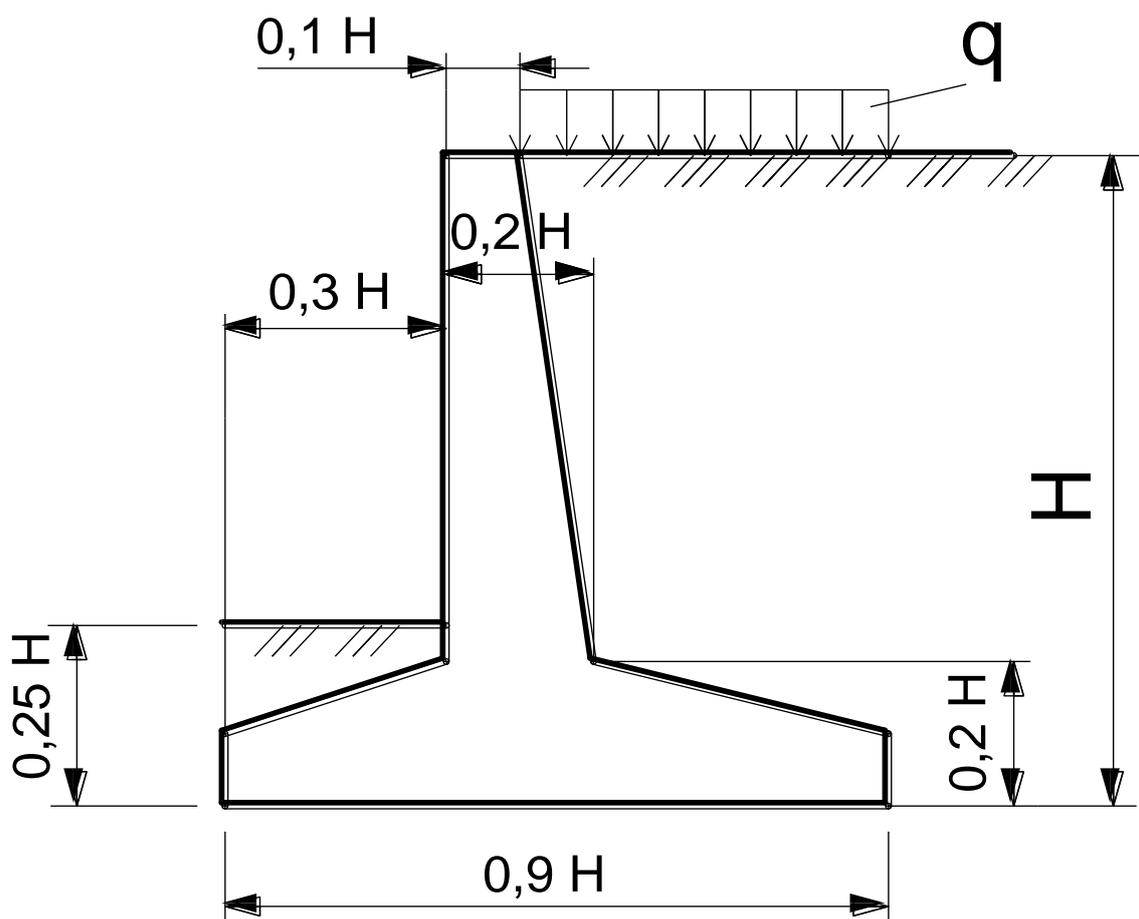
Конструкция подпорной стенки состоит из: 1) водоотвода; 2) дренажа (водоотвода, необходимого для усиления прочности стенки); 3) фундамента (части стены, которая находится под землей и принимает на себя основную нагрузку от давления грунта); 4) тела (вертикальной части конструкции, собственно стенка).

Главная функция подпорных стенок – укрепляющая (создание одинарного перепада уровней, укрепление откосов, противооползневые подпорные стенки).

Классификация подпорных стен выполняется по следующим признакам:

- по назначению: поддерживающие насыпи, ограждающие выемки;
- по характеру работы: отдельно стоящие, связанные с примыкающими сооружениями, подвергающиеся давлению воды, гидротехнические;
- по материалу: железобетонные, бетонные, бутовые, бутобетонные, кирпичные, деревянные, металлические;
- по способу возведения: монолитные, сборные (углового профиля, заборчатые стены, стены из пустотелых ящиков, ряжевые);
- по глубине заложения: глубокого заложения (глубина заложения больше ширины стенки в полтора и более раза), неглубокого заложения;
- по высоте: низкие (высота не превышает 1 м), средние (высота от 1 м до 2 м), высокие (высота превышает 2 м);
- по конструктивному решению достижения устойчивости: массивные, полумассивные, тонкоэлементные, тонкие;
- по наклону задней грани: крутые (прямого или обратного уклона), пологие, лежащие.

Внешний вид подпорной стенки с рекомендуемыми размерами представлен на рисунке 3.1. По назначению – поддерживающая насыпь; по характеру работы – гидротехническая; по материалу – железобетонная; по способу возведения – сборная (углового профиля); по глубине заложения – неглубокого заложения; по высоте – высокая; по конструктивному решению – массивная; по наклону задней грани – крутая.



**Рисунок 3.1 – Подпорная стенка уголкового типа**

Расчет подпорной стенки выполняют на 1 м длины стены, если отношение длины по фронту к ширине по подошве более 3, и в тех случаях, когда габариты стен, физико-механические характеристики грунтов основания и грунтов за стеной, а также нагрузки и воздействия, постоянны на всем их протяжении.

Расчет подпорной стенки производят для следующих расчетных случаев: строительного и эксплуатационного.

Строительный случай характеризуется тем, что стенка возведена на полную высоту, засыпка грунтом (обратная) выполнена до проектных отметок. Уровень грунтовых вод на отметке подошвы стенки.

Эксплуатационный случай характеризуется тем, что перед стенкой и в засыпке горизонт воды на нормальных уровнях.

При расчете фундамента и основания необходимо рассматривать наиболее невыгодные комбинации одновременного воздействия нагрузок. В зависимости от состава учитываемых нагрузок должны различаться: основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий и особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, временных длительных, отдельных кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

Расчет производят на расчетные нагрузки с соответствующими коэффициентами надежности по нагрузкам. Значения коэффициентов надежности по нагрузкам принимают по таблице Б8 приложения Б (в соответствии с ТКП 45-5.01-237-2011).

При определении вертикального давления от веса грунтов, бокового давления грунта с применением расчетных характеристик  $tg\varphi_I$ ,  $C_I$  и  $\gamma_I$  (для расчетов по первой группе предельных состояний) и  $tg\varphi_{II}$ ,  $C_{II}$  и  $\gamma_{II}$  (для расчетов по второй группе предельных состояний) коэффициенты надежности принимают равными единице.

Для подпорной стенки все нагрузки собирают на 1 п. м. длины стенки.

Нагрузки складываются из вертикальных и горизонтальных сил. Вертикальные силы:

- $g_i$  – собственный вес части сооружения;
- $g_{i\text{ гр.}}$  – вес пригрузки грунтом;
- $g_{iw}$  – вес пригрузки водой;
- $W_{\text{вз.}}$  – взвешивающее давление воды.

Горизонтальные силы:

- $E_a$  – активное давление грунта и полезной нагрузки с тыловой грани;
- $E_n$  – пассивное давление с лицевой грани.

Гидростатическое давление воды в реке и грунтовых вод уравновесится, так как уровень грунтовых вод за стенкой равен уровню воды в реке.

Нагрузки от собственного веса сооружения и пригрузок собирают в следующем порядке:

– поперечный разрез сооружения или пригрузки разбивают на простые геометрические фигуры (треугольники, квадраты, прямоугольники и т. д.) – рисунки 3.2–3.3;

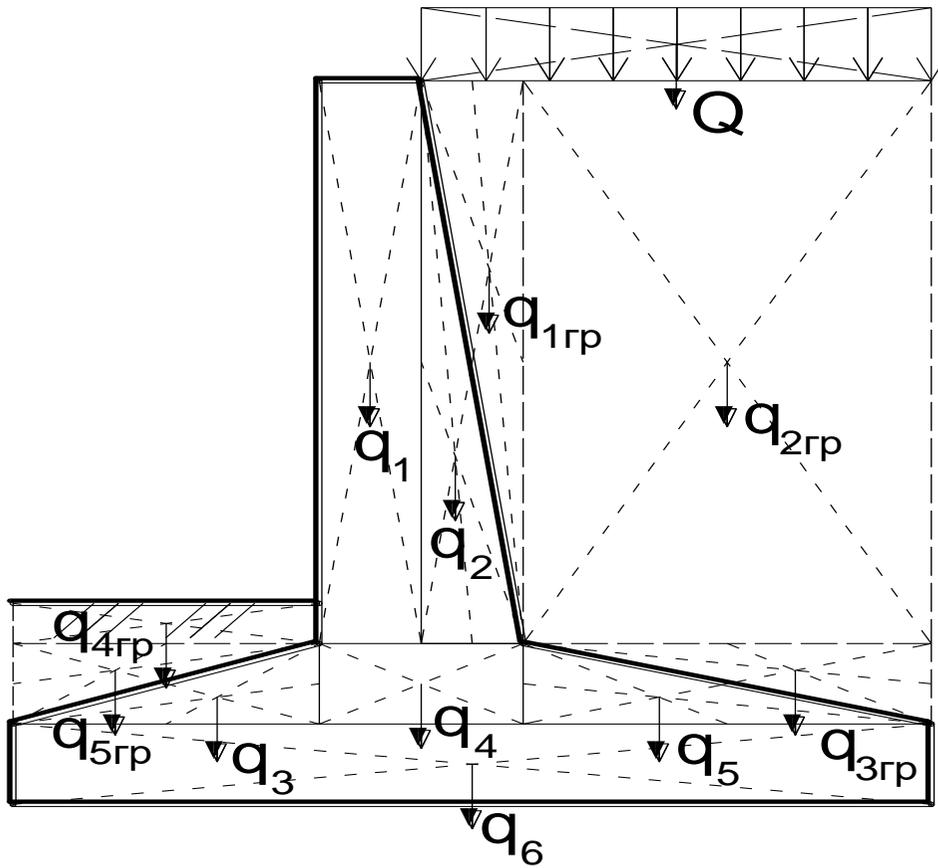
– находят центры тяжести каждой фигуры и определяют их площади ( $A_i$ , м<sup>2</sup>);

– вычисляют вес каждой части сооружения или пригрузки в пределах выделенных фигур по формуле (3.1)

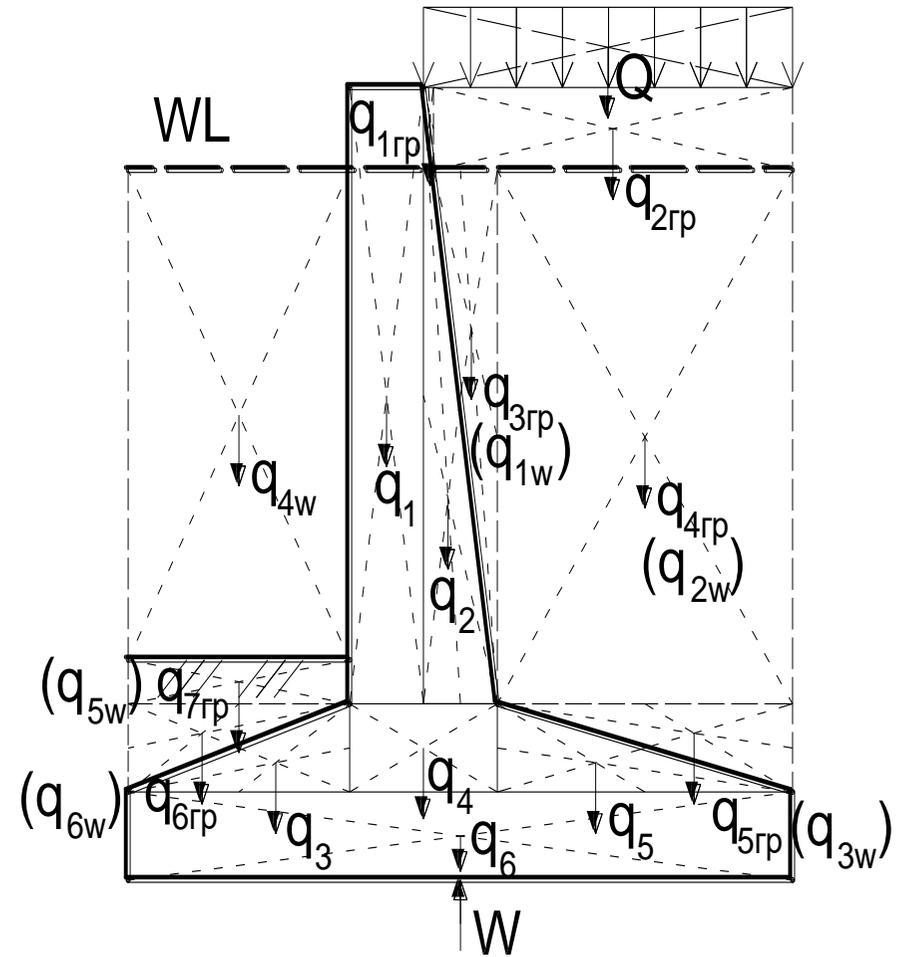
$$g_i = 1 \cdot A_i \cdot \gamma, \quad (3.1)$$

где

$\gamma$  – удельный вес железобетона (для сооружения) допускается принимать на стадии проектного задания, а также для конструкций с небольшими объемами работ (на всех стадиях) – 25 кН/м<sup>3</sup>.



**Рисунок 3.2 – Схема вертикальных нагрузок, действующих на подпорную стенку в период строительства**



**Рисунок 3.3 – Схема вертикальных нагрузок, действующих на подпорную стенку в период ее эксплуатации**

Для пригрузки грунтом и водой удельные веса соответственно принимают для грунта  $\gamma_{г,п}$  – удельный вес грунта и  $\gamma_w$  – удельный вес воды.

Взвешивающее давление воды учитывают для всего сечения.

Для подпорной стенки основной нагрузкой обычно является боковое давление грунта на их лицевые и тыловые грани (активное и пассивное давление).

Активное давление от грунта и полезной нагрузки полагают действующим на вертикальное сечение.

Активное давление грунта засыпки на тыловую грань подпорной стенки допускается вычислить приближенным методом с использованием гипотезы об образовании в грунте плоской вертикальной призмы обрушения.

Горизонтальная поверхность грунта за подпорной стенкой нагружена сплошной равномерно-распределенной нагрузкой. Действие этой нагрузки представляют как давление от эквивалентного слоя грунта высотой ( $h$ )

$$h = \frac{q}{\gamma}. \quad (3.2)$$

В любой горизонтальной площадке за стенкой (с горизонтальной поверхностью засыпки) действуют только вертикально сжимающие напряжения, равные весу столба грунта от условной поверхности эквивалентного слоя до рассматриваемой площадки, расположенной на глубине ( $z$ ) от поверхности грунта

$$\sigma_1 = \gamma \cdot (h + z) \cdot 1. \quad (3.3)$$

Так как за стенкой грунт находится в условиях предельного равновесия, то для определения величины бокового давления используют уравнение предельного равновесия,

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.4)$$

В соответствии с приведенным выражением заменяют ( $\sigma_1$ ) и определяют ( $\sigma_2$ )

$$\sigma_2 = \gamma \cdot (h + H) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.5)$$

Боковое давление в точке «**a**» за стенкой

$$\sigma_{2a} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.6)$$

Боковое давление в точке «**b**» за стенкой

$$\sigma_{2b} = \gamma \cdot (h + H) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.7)$$

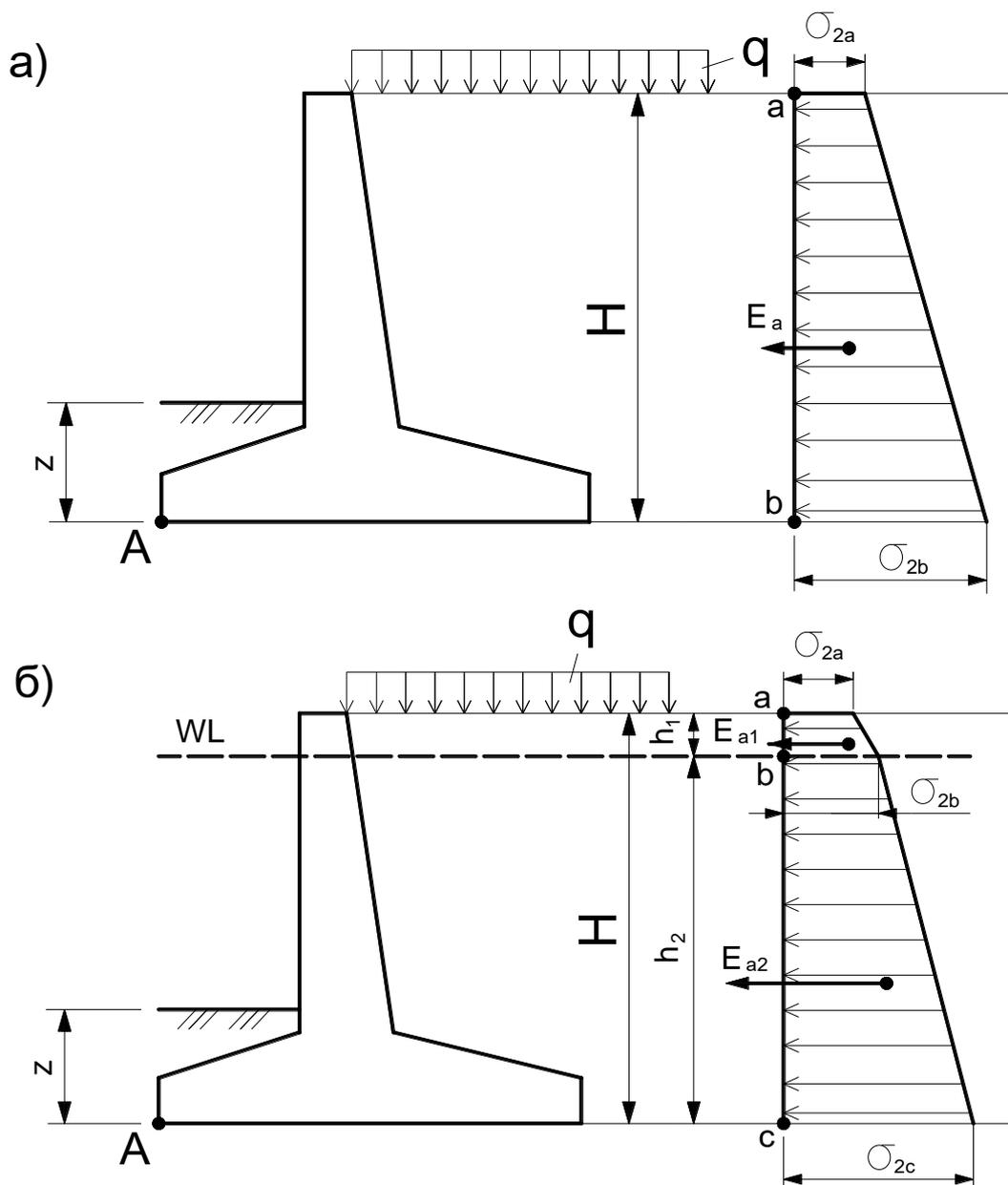
Равнодействующая активного давления сыпучего грунта засыпки на подпорную стенку ( $E$ ) равна площади эпюры давления

$$E_a = \frac{\sigma_{2a} + \sigma_{2b}}{2} \cdot H \quad (3.8)$$

или

$$E_a = \frac{\gamma}{2} \cdot (H^2 + 2 \cdot H \cdot h) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.9)$$

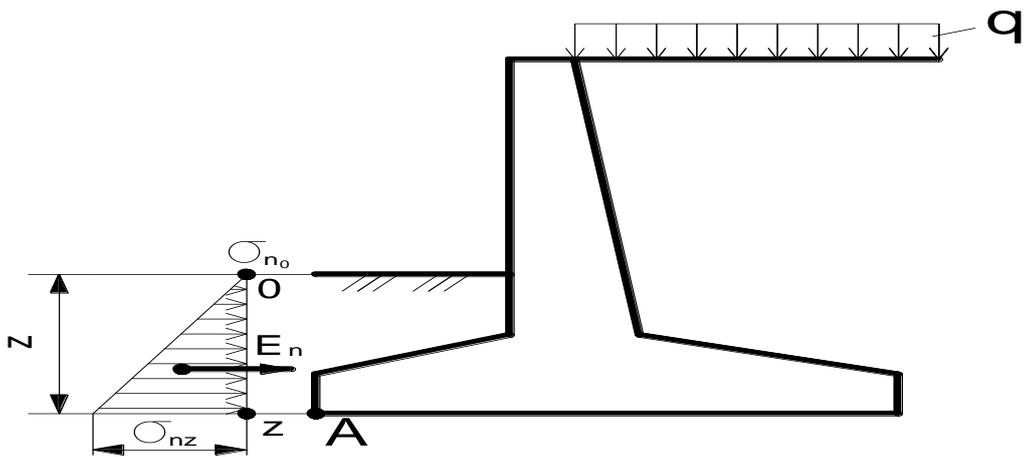
Однако, учитывая уровень грунтовых вод за стенкой, активное давление определяют отдельно для сечений и ниже уровня грунтовых вод. Для грунтов, расположенных ниже уровня грунтовых вод, учитывают взвешивающее давление воды на скелет грунта. Равнодействующие – горизонтальные и приложены в центрах тяжести эпюр (рисунок 3.4).



**Рисунок 3.4 – Схемы к определению активного давления грунта на подпорную стенку**  
 а) в период строительства; б) в период эксплуатации

Равнодействующую пассивного сопротивления грунта при перемещении стенки под действием активного давления определяют:  
 – от сыпучего грунта (рисунок 3.5)

$$E_n = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3.10)$$



**Рисунок 3.5 – Схема к определению пассивного давления сыпучего грунта на подпорную стенку**

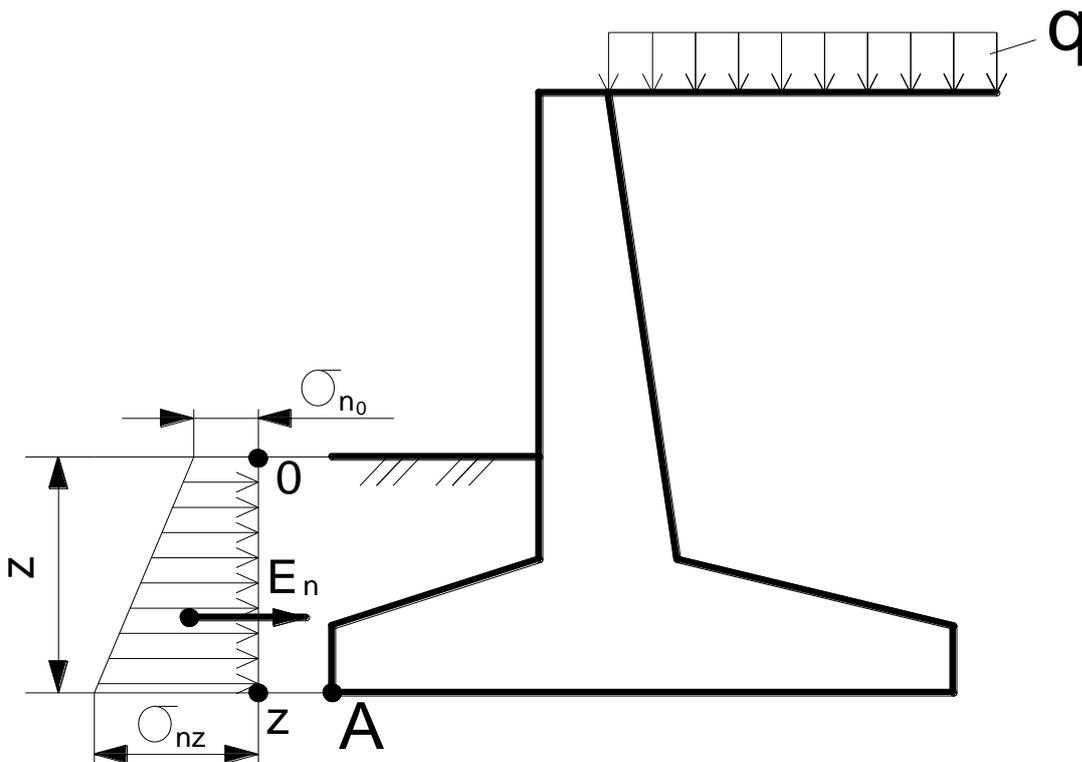
– от связного грунта (рисунок 3.6),

$$E_n = \frac{\sigma_{n0} + \sigma_{nz}}{2} \cdot z, \quad (3.11)$$

где

$$\sigma_{nz} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \quad (3.12)$$

$$\sigma_{n0} = 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (3.13)$$



**Рисунок 3.6 – Схема к определению пассивного давления связного грунта на подпорную стенку**

Кроме вертикальных и горизонтальных сил определяют моменты этих сил относительно точки «А» на подошве фундамента.

Расчеты по сбору нагрузок и определению моментов этих сил сводят в таблицу 3.1. При заполнении таблицы учитывают знаки сил и моментов – вертикальные силы, направленные вниз – со знаком «+»; силы, направленные вверх, – со знаком «-»; горизонтальные силы, направленные со стороны лицевой грани, – со знаком «+», а в противоположном направлении – со знаком «-».

Нормальные контактные напряжения, используемые в расчетах оснований по несущей способности для сооружений III и IV классов капитальности на связных и несвязных грунтах, определяют по формулам внецентренного сжатия

$$\sigma_m = \frac{\sum N_I}{b}, \quad (3.14)$$

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum N_I}{b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{b}\right), \quad (3.15)$$

где

$\sigma_m, \sigma_{\max}, \sigma_{\min}$  – среднее, максимальное и минимальное напряжение под подошвой фундамента, кПа;

$\sum N_I$  – сумма вертикальных сил, кН;

$b$  – ширина подпорной стенки, м;

$e$  – эксцентриситет, м;

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\sum M_{\text{вд.}} - \sum M_{\text{онп.}}}{\sum N_I}. \quad (3.16)$$

**Пример** – Определить активное давление сыпучего грунта засыпки на подпорную стенку, по данным рисунка 3.7.

### Решение

1. Определяем активное давление от распределенной нагрузки (в точке «а»)

$$\sigma_{2a} = q \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Эюра бокового давления прямоугольная, равнодействующая активного давления от распределенной нагрузки ( $E_{\text{ақ}}$ )

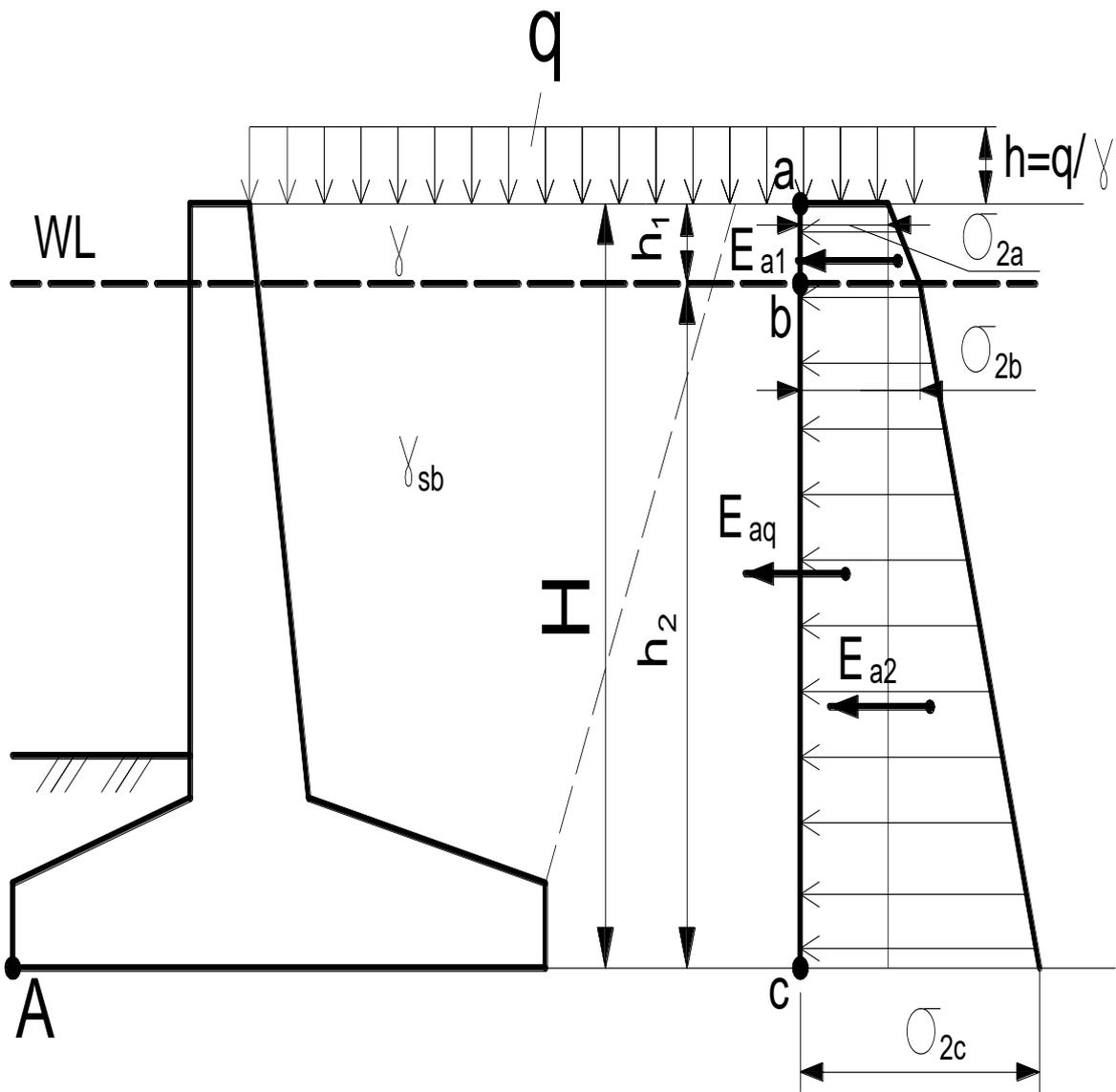
$$E_{\text{ақ}} = q \cdot H \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

2. Определяем активное давление от собственного веса грунта в точке «b»

$$\sigma_{2b} = \sigma_{2a} + \gamma \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$

3. Аналогично определяем активное давление в точке «с»

$$\sigma_{2c} = \sigma_{2a} + (\gamma \cdot h_1 + \gamma_{\text{сб}} \cdot h_2) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right).$$



**Рисунок 3.7 – Схема к определению активного давления грунта**

4. Определяем равнодействующую активного давления для сечения выше уровня грунтовых вод

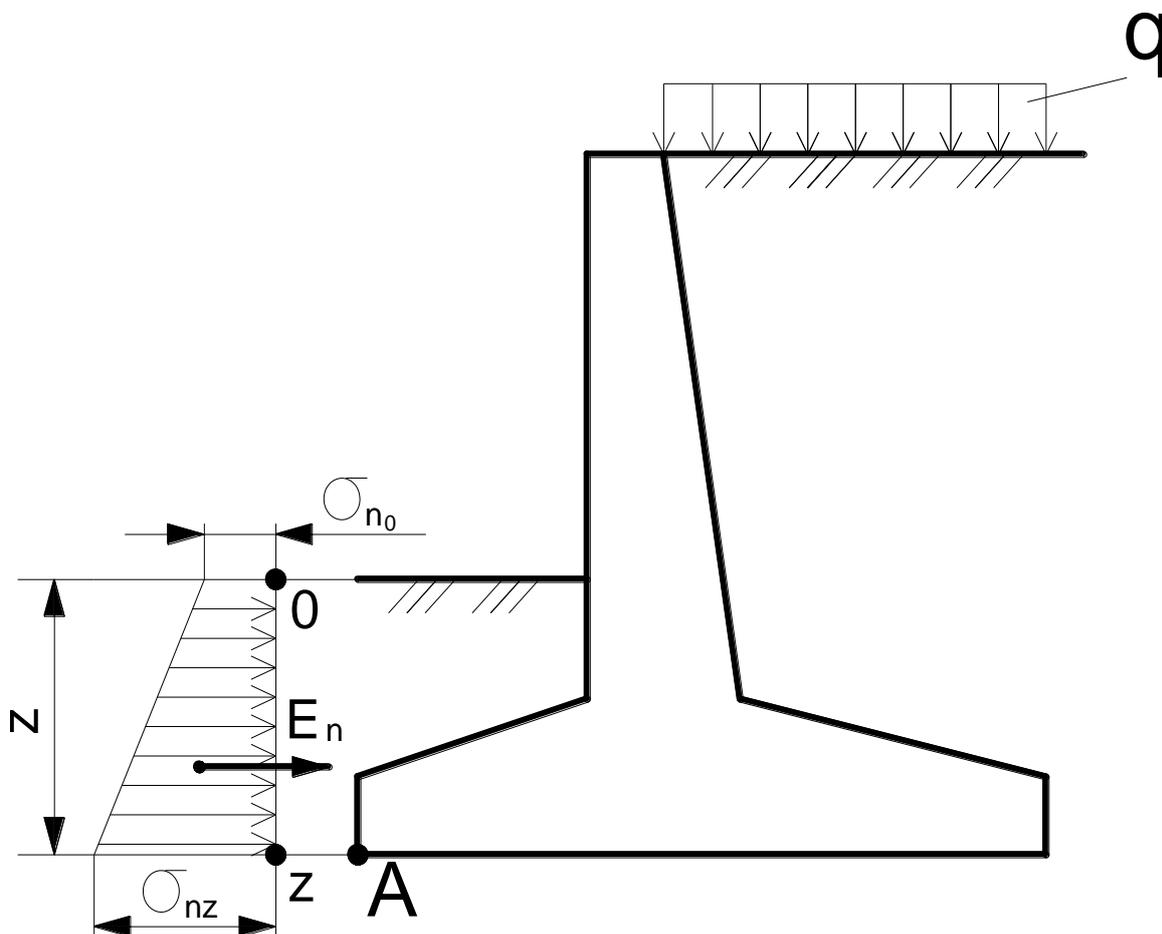
$$E_{a1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

5. Определяем равнодействующую активного давления ниже уровня грунтовых вод

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot \gamma \cdot h_1 + \gamma_{sb} \cdot h_2) \cdot h_2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Равнодействующие горизонтальные и приложены в центрах тяжести эпюр.

**Пример** – Определить пассивное давление связного грунта обратной засыпки на подпорную стенку, по данным рисунка 3.8.



**Рисунок 3.8 – Схема к определению пассивного давления грунта**

**Решение**

1. Определяем пассивное давление от собственного веса грунта обратной засыпки в точке «O».

$$\sigma_{n0} = 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

2. Аналогично определяем пассивное давление от собственного веса грунта обратной засыпки в точке «Z»

$$\sigma_{nz} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right).$$

3. Равнодействующую пассивного давления определяем как

$$E_n = \frac{(\sigma_{n0} + \sigma_{nz})}{2} \cdot z.$$

Равнодействующая горизонтальная и приложена в центре тяжести эпюры.

Таблица 3.1 – Сводная таблица нагрузок

Условные обозначения	Размер простой фигуры, м <sup>2</sup>	Объем, м <sup>3</sup>	Нагрузки для расчета по деформациям, кН		Коэффициент надежности по нагрузкам	Нагрузки при расчете по первой группе предельных состояний, кН		Плечи сил, м	Моменты от нагрузок, кН·м			
			вертикальные	горизонтальные		вертикальные	горизонтальные		по второй группе предельных состояний		по первой группе предельных состояний	
									удерживающий	опрокидывающий	удерживающий	опрокидывающий
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Строительный случай												
			$\Sigma N_{II}$			$\Sigma N_I$			$\Sigma M_{уд. II}$	$\Sigma M_{опр. II}$	$\Sigma M_{уд. I}$	$\Sigma M_{опр. I}$
Эксплуатационный случай												
			$\Sigma N_{II}$			$\Sigma N_I$			$\Sigma M_{уд. II}$	$\Sigma M_{опр. II}$	$\Sigma M_{уд. I}$	$\Sigma M_{опр. I}$

## Практическое занятие № 4

**Тема:** «Расчет устойчивости подпорной стенки»

Подпорные стены рассчитывают по двум группам предельных состояний: по первой группе (по несущей способности) выполняют расчеты устойчивости подпорной стены против сдвига, прочности грунтового основания под подошвой стены, прочности элементов конструкций и узлов соединения; по второй группе (по пригодности к эксплуатации) выполняют расчеты оснований по деформациям, элементов конструкций на трещиностойкость. Расчеты выполняют на 1 м длины стены.

Оценка устойчивости подпорной стены включает в себя определение давления грунта, проверку стены на прочность и устойчивость против плоского сдвига и опрокидывания.

**Цель работы:** оценить устойчивость подпорной стенки при плоском сдвиге (скольжении) по основанию и против ее опрокидывания.

### Ход работы

#### Расчет устойчивости подпорных стен уголкового типа против сдвига

Расчет устойчивости массивных стен и стен уголкового типа против сдвига в нескальных грунтах осуществляется по подошве стены (плоский сдвиг) и по ломаным поверхностям скольжения (глубинный сдвиг) из условия

$$F_{sd} = \frac{\gamma_c \cdot F_{ud}}{\gamma_n}, \quad (4.1)$$

где  $F_{sd}$  — сдвигающая сила, равная сумме проекций на горизонтальную плоскость всех действующих на стену сдвигающих сил, кН;

$F_{ud}$  — удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на ту же плоскость, кН;

$\gamma_c$  — коэффициент условий работы грунта основания: для песков, кроме пылеватых,  $\gamma_c = 1$ ; для пылеватых песков и пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии  $\gamma_c = 0,9$ , в нестабилизированном состоянии —  $\gamma_c = 0,85$ ;

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,2; 1,15 и 1,1 соответственно для зданий и сооружений I, II и III уровней ответственности.

Удерживающая сила  $F_{ud}$ , кН, для нескального основания определяется как сумма сопротивления сдвигу вдоль подошвы стены и отпора грунта ниже дна котлована на глубину  $z$ . Нагрузка на поверхности за стеной и впереди нее при этом не учитывается. С учетом вышеотмеченного удерживающая сила  $F_{ud}$  вычисляется по формуле

$$F_{ud} = N \cdot \operatorname{tg} \varphi_I + b \cdot C_I + E_n, \quad (4.2)$$

где  $N$  — сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость, кН;

$b$  — ширина подошвы стены, м;

$E_n$  — суммарное пассивное давление грунта на лицевую поверхность стены на глубину  $z$ , кН.

Коэффициент надежности по нагрузке для удельного веса грунта в пределах засыпки принимается равным 1,2.

Расчет устойчивости против сдвига подпорной стены с горизонтальной подошвой производится для трех значений угла  $\omega$  ( $\omega$  — угол наклона поверхности скольжения подошвы стены к горизонту). В случае если  $\omega = 0^\circ$ , происходит плоский сдвиг по подошве стены.

При сдвиге по подошве стены ( $\omega = 0^\circ$  — с горизонтальной подошвой) угол внутреннего трения грунта  $\varphi_I$  и удельное сцепление  $c_I$  на контакте подошва — грунт принимают:  $\varphi_I$  не более  $30^\circ$ ;  $c_I$  не более 5 кПа.

### Расчет устойчивости подпорной стены на опрокидывание

Устойчивость массивной и тонкостенной подпорных стен уголкового типа на опрокидывание относительно точки А (см. рисунок 3.4) у передней грани их подошв определяют из условия

$$M_{ud} / M_{cp} \geq k_H, \quad (4.3)$$

где  $M_{ud}$  — сумма моментов всех удерживающих сил относительно кромки, проходящей через точку А, кН·м;

$M_{cp}$  — сумма моментов всех опрокидывающих сил относительно кромки, проходящих через точку А, кН·м;

$k_H$  — коэффициент надежности, устанавливаемый в зависимости от степени ответственности здания или сооружения, значимости последствий от опрокидывания подпорной стены; принимается не менее 1,2 — для временных и равный 1,6 — для постоянных подпорных стен.

При определении суммарного опрокидывающего момента относительно кромки, проходящей через точку А, следует учитывать горизонтальную составляющую распора грунта в активном состоянии или давления в покое, исходя из условий отсутствия или наличия ограничений смещения стены по направлению котлована. В качестве удерживающей силы следует принимать горизонтальную составляющую отпора грунта впереди стены, а также вертикальные составляющие отпора грунта и веса стены с грунтом в пределах призм, находящихся между дневной поверхностью грунта и вертикальными плоскостями, проходящими по передней и задней кромкам подошвы фундамента (см. рисунки 3.2, 3.3).

## Практическое занятие № 5

**Тема:** «Расчет оснований фундаментов и подпорных стен по деформациям»

**Цель работы:** а) рассчитать осадку подпорной стенки уголкового типа; б) определить крен подпорного гидротехнического сооружения на не скальных основаниях.

### Ход работы

Расчет оснований сооружений и плотин из грунтовых материалов по деформациям производят с целью выбора конструкций систем сооружение-основание, перемещения которых (осадки, горизонтальные перемещения, крены, повороты вокруг горизонтальной оси и др.) ограничены пределами, гарантирующими нормальные условия эксплуатации сооружения в целом или его отдельных частей и обеспечивающими требуемую долговечность. При этом прочность и трещиностойкость конструкции должны быть подтверждены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Перемещения основания сооружения, происходящие в процессе строительства, не учитывают, если они не влияют на эксплуатационную пригодность подпорной стенки.

Расчет по деформациям производят исходя из условия

$$S \leq S_u, \quad (5.1)$$

где

- $S$  – совместная деформация основания и сооружения (осадки, горизонтальные перемещения, крены и др.);
- $S_u$  – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое соответствующими нормами проектирования сооружения, правилами технической эксплуатации оборудования или заданием на проектирование.

### 5.1 Расчет осадки подпорной стенки

Ввиду отсутствия нормативных величин осадок при выполнении практической работы предельную величину осадки допускают:  $S_u = 8 \div 10$  см.

Для сооружения, длина которого превышает ширину более чем в 3 раза, расчет осадок производят для условий плоской задачи, в остальных случаях – для условий пространственной задачи. Для сооружений, площадь подошвы которых велика, а толщина сжимаемого слоя грунта в 2 раза или более меньше ширины подошвы, допускают расчет деформации производить для условий одномерной задачи.

В данной практической задаче расчет осадок производим для условий плоской задачи, т. к. предполагается, что длина подпорной стенки больше ее ширины в 10 раз и более.

При расчете деформаций применяют расчетную схему в виде линейно-деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи ( $H_c$ ) в соответствии с п.5.6 ТКП 45-5.01-67-2007. В этом случае должны быть соблюдены условия

$$P_m \leq R, \quad (5.2)$$

$$P_{\max} \leq 1,2 \cdot R, \quad (5.3)$$

$$P_{\min} > 0. \quad (5.4)$$

где

$P_m$  – среднее давление под подошвой стенки от нагрузок для расчета оснований по деформациям, кПа;

$P_{\max}$  – максимальное краевое давление под подошвой стенки, кПа;

$P_{\min}$  – минимальное краевое давление под подошвой стенки, кПа;

$R$  – расчетное сопротивление грунта основания, кПа.

При определении  $P_m$ ,  $P_{\max}$ ,  $P_{\min}$  считают, что контактные давления под подошвой фундамента распределяются по прямолинейной зависимости и определяют по формулам внецентренного сжатия

$$P_m = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}, \quad (5.5)$$

$$P_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{A} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right), \quad (5.6)$$

$$P_{\min} = \frac{\sum N_{II}}{A} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right), \quad (5.7)$$

где

$\sum N_{II}$  – суммарная вертикальная нагрузка на основание, включая вес фундамента и грунта на его обрезах, взятая для расчетов по второй группе предельных состояний, кН;

$A$  – площадь подошвы фундамента ( $A = b \cdot l_{п.м.}$ ), м<sup>2</sup>;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$e$  – эксцентриситет сил в плоскости, параллельной  $b$ , м:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\sum M_{II_{yo.}} - \sum M_{II_{оп.}}}{\sum N_{II}}. \quad (5.8)$$

Расчетное сопротивление ( $R$ ) в соответствии с ТКП 45-5.01-67-2007 определяют по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_l \cdot \gamma_{II'} + M_c \cdot C_{II}], \quad (5.9)$$

где

$\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице Б.9 (таблице 5.2 ТКП 45-5.01-67-2007);

- $k$  – коэффициент, принимаемый равным:  $k = 1$ , если прочностные характеристики грунта ( $C_{II}$  и  $\varphi_{II}$ ) определены непосредственными испытаниями и  $k = 1,1$ , если они приняты по таблицам приложения Б (ТКП 45-5.01-67-2007);
- $M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по таблице Б.10 (таблица 5.3 ТКП 45-5.01-67-2007);
- $k_z$  – коэффициент, принимаемый равным: при  $b < 10$  м –  
 $k_z = 1$ , при  $b \geq 10$  м  $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$  (здесь  $z_0 = 8$  м);
- $\gamma_{II}$  – осредненное значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяют с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;
- $\gamma_{II}'$  – осредненное значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы, кН/м<sup>3</sup>;
- $C_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;
- $d_1$  – глубина заложения фундаментов бесподвальных сооружений от уровня планировки, в нашем случае - расстояние от поверхности земли до подошвы стенки, м.

В случае невыполнения условий (5.2–5.4) изменяют ширину подошвы подпорной стенки.

Осадка  $s$  при использовании расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства с ограничением глубины сжимаемой толщи  $H_c$  (см. рисунок 5.1) по методу послойного суммирования определяется как сумма осадок элементарных слоев грунта в пределах сжимаемой толщи по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.10)$$

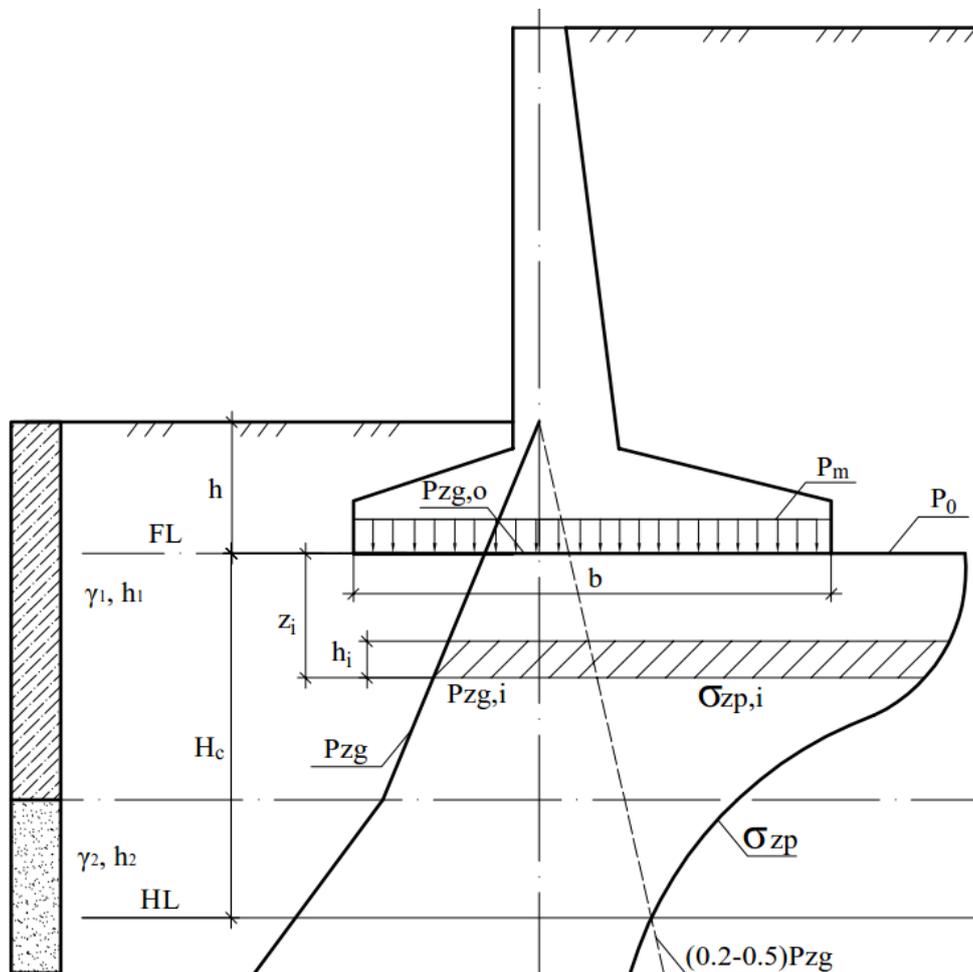
где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  – среднее дополнительное вертикальное нормальное напряжение в  $i$ -м слое основания вдоль вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, МПа (по формуле (5.11), равное полусумме указанных напряжений на верхней ( $z_{i-1}$ ) и нижней ( $z_i$ ) границах рассматриваемого слоя:

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{z,i} + \sigma_{z,i-1}}{2}, \quad (5.11)$$

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя, на которые разбивается сжимаемая толща грунта, м; значение  $h_i$  принимается не более  $0,4b$  ( $b$  – ширина фундамента), м;

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта, определяемый по результатам штамповых или компрессионных испытаний по ветви первичного нагружения, МПа.



**Рисунок 5.1 – Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве от сплошной равномерно распределенной центрально приложенной нагрузки при определении конечных абсолютных осадок методом послойного суммирования**

Дополнительные вертикальные нормальные напряжения в  $i$ -м слое основания на глубине  $z$  ниже подошвы фундамента вдоль вертикали, проходящей через ее центр,  $\sigma_{zp,i}$  определяются по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot P_0, \quad (5.12)$$

где  $\alpha$  – коэффициент затухания напряжений, принимаемый по таблице 5.10 в зависимости от формы подошвы фундамента, соотношения его сторон  $\eta = l/b$  и относительной глубины  $\xi = 2z/b$ ;

$P_0 = P_m - P_{zg,0}$  – дополнительное вертикальное давление на основание в уровне подошвы фундамента, МПа.

Здесь  $p_m$  – среднее давление под подошвой фундамента от приложенной к нему нагрузки, определяемое по формуле (5.5), МПа;

$p_{zg,0}$  – вертикальное природное давление в уровне подошвы фундамента от веса вышележащего грунта, МПа, (при планировке срезкой-подсыпкой принимают  $p_{zg,0} = \gamma'_{II} \cdot d$ );

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше уровня подошвы фундамента, МН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глубина заложения подошвы фундамента соответственно от уровня планировки и поверхности природного рельефа, м.

Вертикальное давление от собственного веса грунта в любой точке основания на расстоянии  $z$  от подошвы фундамента  $p_{zg,i}$ , МПа, определяется по формуле

$$P_{zg,i} = \gamma'_{II} \cdot d + \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i, \quad (5.13)$$

где  $\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта, расположенного выше подошвы фундамента, МН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глубина заложения подошвы фундамента от поверхности земли, м;

$\gamma_{II,i}$  и  $h_i$  – соответственно удельный вес, МН/м<sup>3</sup>, и толщина, м,  $i$ -го слоя грунта на расстоянии  $z$  от подошвы фундамента.

Удельный вес грунтов, залегающих ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, должен приниматься с учетом взвешивающего действия воды. При определении  $p_{zg}$  в водоупорном слое следует учитывать давление столба воды, расположенного выше рассматриваемой глубины.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания по методу послойного суммирования ограничивается глубиной  $z = H_c$ , из условий:

а) при  $b \leq 5$  м –  $\sigma_{zp} = 0,2p_{zg}$ ;

б) при  $b > 20$  м –  $\sigma_{zp} = 0,5p_{zg}$ ;

в) при  $5 < b \leq 20$  м –  $\sigma_{zp}$  принимают по линейной интерполяции значений  $0,2p_{zg}$  и  $0,5p_{zg}$ .

## 5.2 Расчет крена подпорной стенки на нескальных основаниях

Крен (наклон) подпорной стенки с прямоугольной подошвой, вызванный внецентренным приложением вертикальной нагрузки в пределах ширины сооружения в случае однородного и горизонтально-слоистого основания без учета фильтрационных сил определяют:

– в направлении большей стороны подошвы подпорной стенки

$$i_l = tg\omega_l = K_1 \cdot \frac{M_l}{l^3} \cdot \frac{1-\nu^2}{E_m}, \quad (5.14)$$

– в направлении меньшей стороны подошвы подпорной стенки

$$i_b = tg\omega_b = K_2 \cdot \frac{M_b}{b^3} \cdot \frac{1-\nu^2}{E_m}, \quad (5.15)$$

где

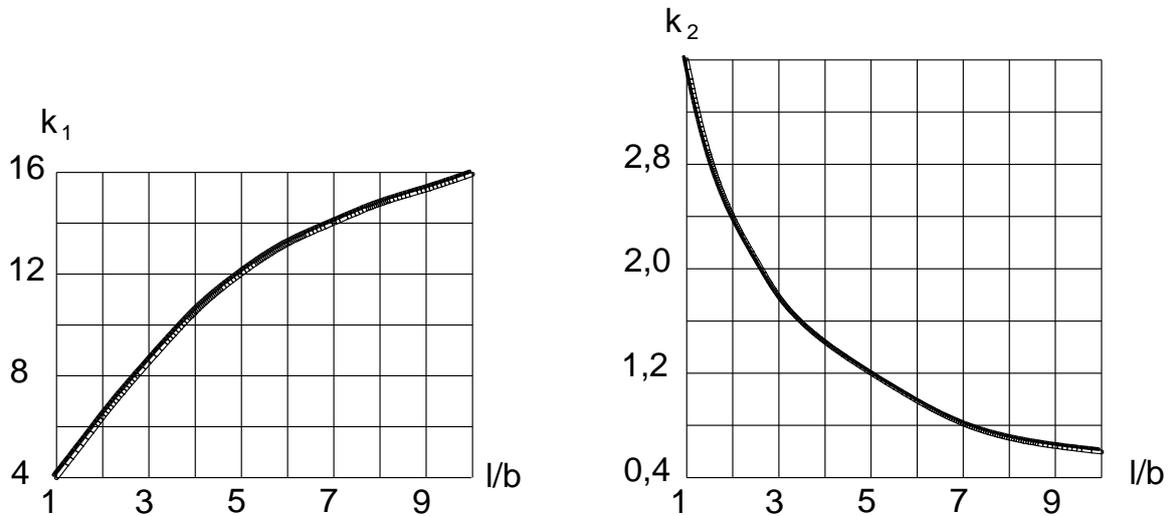
$\omega_l, \omega_b$  – углы крена подпорной стенки;

$K_1, K_2$  – безразмерные коэффициенты, определяемые по рисунку 5.2;

$M_l, M_b$  – моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонами прямоугольной подошвы относительно оси, проходящей через ее центр тяжести, кН·м;

$l, b$  – длина и ширина подошвы подпорной стенки, м;

- $\nu$  – коэффициент поперечной деформации, определяемый по таблице Б.12 приложения Б;
- $E_m$  – средний модуль деформации всего сжимаемого слоя в пределах зоны сжатия, МПа.



**Рисунок 5.2 – Графики для определения коэффициентов  $K_1$  и  $K_2$**

Средние (в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ ) значения модуля деформации и коэффициента Пуассона при слоистом напластовании грунтов основания ( $E_m$  и  $\nu_m$ ) определяются по формулам

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}, \quad (5.16)$$

$$\nu_m = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i h_i}{H_c}, \quad (5.17)$$

где,  $A_i$  — площадь эпюры вертикальных напряжений от единичного давления под подошвой фундамента в пределах  $i$ -го слоя грунта (допускается принимать  $A_i = \sigma_{zp.i} \cdot h_i$ );

$E_i, \nu_i, h_i$  — соответственно модуль деформации, МПа, коэффициент поперечной деформации, толщина  $i$ -го слоя грунта, м;

$H_c$  — расчетная толщина сжимаемого слоя, м;

$n$  — число слоев с отличающимися значениями  $E$  и  $\nu$  в пределах сжимаемой толщи  $H_c$ .

По величине крена определяют отклонение верха стенки ( $S$ ),

$$S = i \cdot H, \quad (5.18)$$

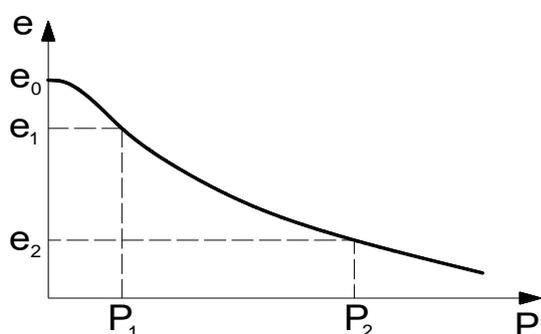
где

$i$  — высота стенки, м.

Предельное значение отклонения верха подпорной стенки принимают 1÷2 см.

### 5.3 Определение модуля деформации по результатам компрессионных испытаний

Значение модуля деформации  $E_i$ , определяемого по результатам компрессионных испытаний по ветви первичного нагружения, используя компрессионные кривые (рисунок 1.1), построенные в ходе выполнения практического занятия № 1. Расчетная кривая и сопутствующие к ней пояснения приведены на рисунке 5.2.



$$P_1 = P_{zg,i} = \sigma_1;$$

$$P_2 = P_{zg,i} + \sigma_{zp,i} = \sigma_2;$$

**Рисунок 5.2 – Расчетная компрессионная кривая**

$E_i$  – модуль деформации, определяемый по первичной ветви компрессионной кривой, Мпа

$$E_i = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(e_1 - e_2)} \cdot (1 + e_1) \cdot \beta_{0i}, \quad (5.19)$$

$$\beta_{0i} = 1 - \frac{2 \cdot \nu_i^2}{(1 - \nu_i)}. \quad (5.20)$$

## Практическое занятие № 6

**Тема:** «Анализ экономичности конструктивного решения системы «основание-фундамент» подпорной стенки»

**Цель работы:** проанализировать результаты расчетов, выполненных в предыдущих работах.

### Ход работы

Оценку совместной работы основания и сооружения выполняют в следующей последовательности:

– определение класса капитальности подпорной стенки. При расчете основания по несущей способности рассчитываемую подпорную стенку можно отнести к III классу капитальности гидротехнических сооружений;

– анализ несущей способности гидротехнического сооружения. Выполненный расчет по несущей способности покажет, насколько удовлетворяются требования прочности основания, а также имеются ли запасы, существенно превышающие допустимый минимум. В случае невыполнения условия прочности следует изменить размеры фундамента подпорного сооружения, чтобы условие прочности было обеспечено;

– сравнение полученных значений осадок и отклонения верха подпорной стенки с предельными величинами. При оценке подпорного сооружения по второй группе предельных состояний, ввиду отсутствия нормированных допусков осадок и кренов, необходимо задаться предельной осадкой и креном применительно к конструктивным особенностям данного сооружения и инженерно-геологическим условиям. Предельную величину осадки допускают  $S_u = 8 \div 10$  см, а отклонение верха стенки  $1 \div 2$  см. Если расчетная осадка и крен превысили предельную величину, необходимо указать, как можно уменьшить их расчетные величины для удовлетворения указанных требований.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1 – Габаритные размеры подпорной стенки углового типа

№ варианта	Высота сооружения, м	Отметки		Характеристика грунтов засыпки				Нагрузка на засыпке, $q$ , кН/м <sup>2</sup>
		поверхности земли	уровня воды	удельный вес, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>		угол внутреннего трения, $\varphi$ , град.		
				естественная влажность	с учетом взвешивания	в сухом состоянии	в водонасыщенном состоянии	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	4,5	41,2	40,0	19,8	10,1	30	29	15
2	5,0	44,2	43,1	19,0	9,0	29	28	25
3	5,5	29,4	28,2	20,6	10,8	32	31	30
4	6,0	34,6	33,1	19,6	9,8	30	27	40
5	6,5	42,8	40,4	19,5	9,5	29	27	25
6	7,0	46,9	44,8	18,5	9,0	28	25	20
7	7,5	39,8	37,7	20,9	11,0	32	30	30
8	8,0	35,6	34,1	19,5	9,5	29	28	25
9	8,5	46,5	44,9	20,8	10,9	31	29	15
10	4,0	36,9	35,4	20,1	10,2	31	30	20
11	4,2	37,0	35,6	19,6	9,8	31	28	22
12	4,7	41,3	39,2	19,5	9,5	29	27	16
13	5,2	44,4	42,1	18,5	9,0	32	30	24
14	5,8	29,8	28,1	20,9	11,0	28	25	27
15	6,3	32,6	30,8	19,5	9,5	29	27	35
16	6,7	41,8	40,1	20,8	10,9	30	27	28
17	7,2	45,9	43,8	20,1	10,2	32	31	26
18	7,7	38,8	36,4	19,8	10,1	29	28	21
19	8,3	33,6	31,2	19,0	9,0	30	29	23
20	8,6	45,4	42,2	20,6	10,8	31	30	18

Таблица А2 – Инженерно-геологические данные строительной площадки

№ варианта	Наименование грунта	№ слоя	Мощность, м	Содержание частиц, %					Удельный вес частиц, $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Естественная влажность, W, %	Пределы пластичности, %	
				> 2,0 мм	2,0–0,5 мм	0,5–0,25 мм	0,25–0,1 мм	< 0,1 мм				$\omega_L$	$\omega_P$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Песчаный	1	8	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,6	20,2	22,8	–	–
	Глинистый	2	12	–	3,0	4,0	19,0	74,0	27,1	20,9	19,5	31,9	19,4
2	Глинистый	1	10	–	7,0	8,0	32,0	53,0	27,6	22,5	15,0	18,0	11,0
	Песчаный	2	8	2,7	7,3	18,2	63,8	3,5	26,6	20,2	23,7	–	–
3	Глинистый	1	4	–	–	–	16,0	84,0	27,7	18,4	38,0	62,0	32,0
	Песчаный	2	24	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,6	20,2	22,8	–	–
4	Песчаный	1	10	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,7	20,5	21,8	–	–
	Глинистый	2	20	–	–	–	26,0	74,0	27,7	18,4	38,0	65,0	33,0
5	Глинистый	1	24	–	–	–	8,0	92,0	27,6	19,7	27,7	73,5	34,5
	Песчаный	2	4	20,1	39,2	31,1	9,0	0,6	26,7	21,0	19,6	–	–
6	Песчаный	1	9	0,5	8,4	25,1	63,2	2,8	26,6	20,5	21,9	–	–
	Глинистый	2	14	–	–	–	40,0	60,0	27,1	20,5	15,4	19,4	13,6
7	Глинистый	1	10	–	–	–	30,0	70,0	27,7	20,6	16,0	20,0	14,0
	Песчаный	2	8	8,9	41,2	39,1	9,1	1,7	26,6	20,2	22,8	–	–
8	Песчаный	1	8	0,5	8,4	25,1	63,2	2,8	26,6	20,5	21,9	–	–
	Глинистый	2	12	–	–	–	30,0	70,0	27,5	21,2	21,0	46,0	26,0
9	Глинистый	1	10	–	–	–	35,0	65,0	27,6	21,0	19,0	38,0	20,0
	Песчаный	2	8	23,7	44,3	26,6	3,5	1,9	26,6	21,5	14,6	–	–
10	Песчаный	1	9	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,7	20,3	23,2	–	–
	Глинистый	2	14	–	–	–	48,0	52,0	27,2	22,4	12,0	20,0	12,0
11	Глинистый	1	8	–	2,0	4,0	10,0	84,0	27,7	18,4	38,0	62,0	32,0
	Песчаный	2	6	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,6	20,5	24,0	–	–
12	Глинистый	1	9	–	–	–	4,4	95,6	27,5	19,4	26,0	77,9	36,6
	Песчаный	2	6	20,1	39,2	31,1	9,0	0,6	26,7	21,0	19,6	–	–

Продолжение таблицы А2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
13	Песчаный	1	8	2,7	7,3	18,2	63,8	3,5	26,6	20,2	23,7	–	–
	Глинистый	2	7	–	–	–	3,0	97,0	27,5	18,9	33,0	65,9	25,9
14	Глинистый	1	8	–	–	–	10,0	90,0	27,7	21,2	26,0	65,9	25,9
	Песчаный	2	9	23,7	44,3	26,6	3,5	1,9	26,7	21,5	14,6	–	–
15	Песчаный	1	8	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,7	20,3	23,2	–	–
	Глинистый	2	9	–	–	–	4,0	96,0	27,6	19,7	27,7	73,5	34,5
16	Песчаный	1	8	2,7	7,3	18,2	63,8	3,5	26,7	20,3	23,2	–	–
	Глинистый	2	14	–	–	–	48,0	52,0	27,2	22,4	12,0	20,0	12,0
17	Песчаный	1	6	20,1	39,2	31,1	9,0	0,6	26,7	21,0	19,6	–	–
	Глинистый	2	12	–	3,0	4,0	19,0	74,0	27,1	20,9	19,5	31,9	19,6
18	Глинистый	1	10	–	7,0	8,0	32,0	53,0	27,6	22,5	15,6	13,0	11,0
	Песчаный	2	8	0,5	8,4	25,1	63,2	2,8	26,6	20,5	21,9	–	–
19	Песчаный	1	7	23,7	44,3	26,6	3,5	1,9	26,7	21,5	14,6	–	–
	Глинистый	2	9	–	–	–	4,4	95,6	27,5	19,4	26,0	77,9	36,6
20	Песчаный	1	8	18,2	40,7	34,0	6,9	0,2	26,7	21,5	14,6	–	–
	Глинистый	2	9	–	–	–	4,0	96,0	27,6	19,7	27,7	62,0	32,0

Таблица А3 – Результаты компрессионных испытаний

№ варианта	Наименование грунта	№ слоя	Значения коэффициента пористости ( $e_i$ ) при соответствующем давлении $P_i$					
			0 кПа	50 кПа	100 кПа	200 кПа	300 кПа	400 кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Песчаный	1	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
	Глинистый	2	0,550	0,545	0,540	0,530	0,525	0,520
2	Глинистый	1	0,410	0,409	0,408	0,405	0,402	0,400
	Песчаный	2	0,629	0,628	0,626	0,622	0,619	0,616
3	Глинистый	1	1,078	1,073	1,068	1,058	1,053	1,048
	Песчаный	2	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
4	Песчаный	1	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
	Глинистый	2	1,078	1,073	1,068	1,058	1,053	1,048
5	Глинистый	1	0,841	0,840	0,838	0,836	0,834	0,832
	Песчаный	2	0,521	0,520	0,518	0,514	0,511	0,508
6	Песчаный	1	0,582	0,581	0,579	0,575	0,572	0,569
	Глинистый	2	0,526	0,526	0,525	0,524	0,521	0,519
7	Глинистый	1	0,526	0,526	0,525	0,524	0,521	0,519
	Песчаный	2	0,617	0,616	0,614	0,607	0,603	0,599
8	Песчаный	1	0,582	0,581	0,579	0,575	0,572	0,569
	Глинистый	2	0,570	0,569	0,568	0,565	0,563	0,560
9	Глинистый	1	0,570	0,569	0,568	0,565	0,563	0,560
	Песчаный	2	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
10	Песчаный	1	0,620	0,619	0,617	0,613	0,610	0,607
	Глинистый	2	0,360	0,360	0,359	0,358	0,355	0,353
11	Глинистый	1	1,078	1,073	1,068	1,058	1,053	1,048
	Песчаный	2	0,620	0,619	0,617	0,613	0,610	0,607
12	Глинистый	1	0,786	0,785	0,783	0,779	0,776	0,773
	Песчаный	2	0,521	0,520	0,518	0,514	0,511	0,508
13	Песчаный	1	0,629	0,628	0,626	0,622	0,619	0,616
	Глинистый	2	0,935	0,932	0,928	0,923	0,918	0,915
14	Глинистый	1	0,935	0,932	0,928	0,923	0,918	0,915
	Песчаный	2	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
15	Песчаный	1	0,620	0,619	0,617	0,613	0,610	0,607
	Глинистый	2	0,841	0,840	0,838	0,836	0,834	0,832
16	Песчаный	1	0,629	0,628	0,626	0,622	0,619	0,616
	Глинистый	2	0,360	0,360	0,359	0,358	0,355	0,353
17	Песчаный	1	0,521	0,520	0,518	0,514	0,511	0,508
	Глинистый	2	0,550	0,545	0,540	0,530	0,525	0,520
18	Глинистый	1	0,410	0,409	0,408	0,405	0,402	0,400
	Песчаный	2	0,582	0,581	0,579	0,575	0,572	0,569
19	Песчаный	1	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
	Глинистый	2	0,786	0,785	0,783	0,779	0,776	0,773
20	Песчаный	1	0,418	0,418	0,415	0,408	0,404	0,400
	Глинистый	2	0,841	0,840	0,838	0,836	0,834	0,832

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблица Б.1 – Подразделение глинистых грунтов по числу пластичности

Грунт	Число пластичности, %
1	2
Супесь	$1 \leq J_p \leq 7$
Суглинок	$10 < J_p \leq 17$
Глина	$J_p > 17$

Таблица Б.2 – Подразделение глинистых грунтов по показателю текучести

Грунт	Показатель текучести
1	2
Супесь:	
твердая	$J_L < 0$
пластичная	$0 \leq J_L \leq 1,0$
текучая	$J_L > 1,0$
Суглинок и глина:	
твердые	$J_L < 0$
полутвердые	$0 \leq J_L \leq 0,25$
тугопластичные	$0,25 < J_L \leq 0,50$
мягкопластичные	$0,50 < J_L \leq 0,75$
текучепластичные	$0,75 < J_L \leq 1,0$
текучие	$J_L > 1,0$

Таблица Б3 – Классификация песчаных грунтов по гранулометрическому составу

Грунт	Размер частиц, мм	Масса частиц, % от массы воздушно-сухого грунта
1	2	3
Гравелистый	$> 2,0$	$> 25$
Крупный	$> 0,5$	$> 50$
Средней крупности	$> 0,25$	$> 50$
Мелкий	$> 0,1$	$\geq 75$
Пылеватый	$< 0,1$	$< 75$

*Примечание* – наименование грунта принимается по первому удовлетворяющему показателю в порядке их расположения в таблице.

Таблица Б4 – Подразделение песчаных грунтов по плотности сложения

Песок	Значение коэффициента пористости		
	плотные	средней плотности	рыхлые
1	2	3	4
Гравелистый, крупный и средней крупности	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Мелкий	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пылеватый	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Таблица Б5 – Подразделение песчаных грунтов по степени влажности

Грунт	Степень влажности
1	2
Маловлажный	$0 < S_r \leq 0,5$
Влажный	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насыщенный водой	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Таблица Б6 – Нормативные значения удельного сцепления ( $C_n$ , кПа) и угла внутреннего трения ( $\varphi_n$ , град.) песчаных грунтов

Песок	Характеристика	Значения $C_n$ и $\varphi_n$ при коэффициенте пористости $e$			
		0,45	0,55	0,65	0,75
1	2	3	4	5	6
Гравелистый, крупный	$C_n$	2	1	0	-
	$\varphi_n$	43	40	38	-
Средней крупности	$C_n$	3	2	1	-
	$\varphi_n$	40	38	35	-
Мелкий	$C_n$	6	4	2	0
	$\varphi_n$	38	36	32	28
Пылеватый	$C_n$	8	6	4	2
	$\varphi_n$	36	34	30	26

Таблица Б7 – Нормативные значения удельного сцепления ( $C_n$ , кПа) и угла внутреннего трения ( $\varphi_n$ , град.) глинистых грунтов четвертичных отложений

Грунт	Показатель текучести	Характеристика	Значения $C_n$ и $\varphi_n$ при коэффициенте пористости $e$						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Супесь	$0 \leq J_L \leq 0,25$	$C_n$	21	17	15	13	-	-	-
		$\varphi_n$	30	29	17	24	-	-	-
	$0,25 < J_L \leq 0,75$	$C_n$	19	15	13	11	-	-	-
		$\varphi_n$	28	26	24	21	-	-	-
Суглинок	$0 < J_L \leq 0,25$	$C_n$	47	37	31	25	22	19	-
		$\varphi_n$	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < J_L \leq 0,50$	$C_n$	39	34	28	23	18	15	-
		$\varphi_n$	24	23	22	21	19	17	-
	$0,50 < J_L \leq 0,75$	$C_n$	-	-	25	20	16	14	12
		$\varphi_n$	-	-	19	18	16	14	12
Глина	$0 < J_L \leq 0,25$	$C_n$	-	81	68	54	47	41	36
		$\varphi_n$	21	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < J_L \leq 0,50$	$C_n$	-	-	57	50	43	37	32
		$\varphi_n$	-	-	18	17	16	14	11
	$0,50 < J_L \leq 0,75$	$C_n$	-	-	45	41	38	33	29
		$\varphi_n$	-	-	15	14	12	10	7

Таблица Б8 – Значения коэффициента надежности  $\gamma_f$

Наименование нагрузок и воздействий	Коэффициент надежности
Собственный вес сооружения	1,1 (0,9)
Вес грунта в природном состоянии	1,1(09)
Вес насыпного грунта	1,2(0,9)
Вес уплотненного грунта в засыпке	1,15(0,9)
Гидростатическое давление подземных вод	1,1(09)

*Примечание:* значения коэффициента, указанные в скобках, относятся к расчету конструкций на устойчивость положения, когда уменьшение постоянной нагрузки может ухудшить условия работы конструкции.

Таблица Б.9 – Значения коэффициентов условий работы  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$

Грунты	Коэффициент $\gamma_{c1}$	Коэффициент $\gamma_{c2}$ для сооружений с жесткой конструктивной схемой при отношении длины сооружения или его отсека к высоте $L/H$	
		$\geq 4$	$\leq 1,5$
1	2	3	4
Крупнообломочные с песчаным заполнителем и песчаные, кроме мелких и пылеватых	1,4	1,2	1,4
Пески мелкие	1,3	1,1	1,3
Пески пылеватые: маловлажные и влажные	1,25	1,0	1,2
насыщенные водой	1,1	1,0	1,2
Крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем и глинистые с показателем текучести грунта или заполнителя: $J_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
$0,25 < J_L \leq 0,50$	1,2	1,0	1,1
$J_L > 0,50$	1,1	1,0	1,0

*Примечание 1* К сооружениям с жесткой конструктивной схемой относятся, конструкции которых специально приспособлены к восприятию усилий от деформаций оснований, в том числе за счет применения специальных мероприятий.

*Примечание 2* Для зданий с гибкой конструктивной схемой значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  принимается равным единице.

*Примечание 3* При промежуточных значениях ( $L/H$ ) значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  определяется по интерполяции.

Таблица Б10 – Значения коэффициентов  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$

$\varphi_{II}$	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$	$\varphi_{II}$	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
1	2	3	4	1	2	3	4
0	0	0	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	0,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	4,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,88	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,6	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблица Б11 – Коэффициент  $\alpha$

$m = \frac{2 \cdot z}{b}$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон $n = l/b$						ленточных $n \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,972	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,848	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,105	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185

Продолжение таблицы Б11

1	2	3	4	5	6	7	8	9
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Таблица 12 – Значение коэффициента  $\nu$

Тип грунта	Коэффициент поперечной деформации $\nu$
Крупнообломочные грунты ( $0,45 \leq e \leq 0,55$ )	0,27
Пески и супеси ( $0,45 \leq e \leq 0,75$ )	0,30–0,35
Суглинки ( $0,50 \leq e \leq 0,85$ )	0,35–0,37
Глины ( $0,5 \leq e \leq 1,0$ ) при показателе текучести $I_L$ :	
$I_L \leq 0$	0,20–0,30
$0 < I_L \leq 0,25$	0,30–0,38
$0,25 < I_L \leq 1,00$	0,38–0,45

*Примечание* — Меньшие значения  $\nu$  принимаются при большей плотности грунта.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. СТ БГТУ-01-2002. – Брест, 2002. – 32 с.
2. Инженерные изыскания для строительства. Строительные нормы Республики Беларусь: СН 1.02.01-2018. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республика Беларусь, 2020. – 109 с.
3. Стандарт Республики Беларусь. Грунты, классификация. – СТБ 943-2007. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республика Беларусь, 2007.
4. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Подпорные стены и крепления котлованов. Правила проектирования и устройства: ТКП 45-5.01-237-2011 (02250). – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республика Беларусь, 2011. – 100 с.
5. Строительные нормы и правила. Основания гидротехнических сооружений: СНиП 2.02.02-85. – М. : Минстрой России, 2004.
6. Фундаменты плитные. Правила проектирования: ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республика Беларусь, 2008. – 136 с.

Учебное издание

**Составители:**

*Дедок Владимир Николаевич*

*Черняк Оксана Николаевна*

# **МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

**к практическим занятиям по дисциплине  
«Механика грунтов, основания и фундаменты»  
для студентов специальности  
1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство»**

Ответственный за выпуск: Дедок В. Н.

Редактор: Митлошук М. А.

Компьютерная вёрстка: Рогожина Ю. А.

Корректор: Дударук С. А.

---

Подписано в печать 30.12.2021 г. Формат 60x84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага «Performer».  
Гарнитура «Arial». Усл. печ. л. 2,79. Уч. изд. л. 3. Заказ № 1477. Тираж 19 экз.  
Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный  
технический университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя,  
распространителя печатных изданий № 1/235 от 24.03.2014 г.

